

文章编号: 1108 - 2786 - (2016) 1 - 77 - 07

DOI: 10. 16089/j. cnki. 1008 - 2786. 000103

金沙江某水电站左坝肩岩体双面倾倒形成机制

邱 俊¹ 任光明¹ 吴龙科¹ 陈 超¹ 韦振新² 鲁 博²

(1. 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室/成都理工大学,四川 成都 610059;

2. 中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司,陕西 西安 710065)

摘 要: 倾倒变形是层状边坡的一种主要变形破坏形式,在以往研究中,单面倾倒已研究较多而双面倾倒尚无研究成果。在充分研究金沙江某水电站左坝肩岩体双面倾倒变形特征基础上,对其形成机制进行了地质分析和数值模拟,揭示了双面倾倒岩体主要是在二次应力场作用下岩体沿片理面产生剪切错动、滑移、拉裂从而岩体产生弯曲或折断而形成的。其中顺倾边坡的倾倒变形始于坡脚,并以“滑移-倾倒”式逐渐向坡后发展,其倾倒扩展速率及倾倒深度明显小于反倾边坡;而反倾边坡初始倾倒位置不一定在坡脚,而是始于其最有利倾倒位置,该位置受初始坡形、所受应力及岩性组合等因素控制,并用数值模拟揭示了该水电站边坡初始倾倒位置在距坡脚约 1/3 坡高处,此后,当岩层倾角足够陡时,在该初始倾倒位置的上部岩层可表现出一定的“滑移-倾倒”性质,而该位置下部岩层则总是表现出“压致型”倾倒特征;无论顺倾还是反倾边坡,倾倒变形速率有从坡体中部附近向两端递减的趋势。

关键词: 层状边坡; 双面倾倒; 变形破坏; 形成机制

中图分类号: P642

文献标志码: A

层状岩质斜坡是人类工程活动经常遇到的一类斜坡,无论是反倾还是顺倾边坡在一定地质环境下都可发生倾倒变形已被大家所认识,对于这两类边坡的倾倒国内外已有相关研究成果。特别是 Goodman 和 Bray 在对层状边坡倾倒变形类型的系统研究后,不少学者开始采用地质分析、物理模拟和数值模拟等方法,对倾倒变形的影响因素和形成机制进行了探讨^[1]。如 1992 年加拿大研究人员 Cruden 和 Hu 在 Alberta 顺倾边坡中发现大量倾倒变形现象,并分析认为其倾倒发展过程受控于节理间距、岩体强度以及地形条件,岩体折断破裂面相互连通组合则可形成潜在滑移面^[2];之后尼泊尔学者 Naresh Kazi Tamraka 等在一高速公路开挖边坡中也发现了顺倾岩层的倾倒现象,并对其形成机制进行了地质分析,认为其成因有四个,即陡倾岩层,砂泥岩高反差强度、泥岩的高比例含量,河流的快速下切^[3];

Hsu 和 Nelson 则在基于离散元法分析反倾软岩边坡的变形破坏特征时发现,岩板在发生倾倒的同时其内部还存在滑移和剪切破坏迹象^[4];澳大利亚学者 D. P. Adhikary 等便通过一系列离心机试验,研究了脆性与柔性节理反倾岩质边坡倾倒弯曲形成机制,说明这类边坡首先沿节理面滑移从而导致岩板弯曲、折断,并认为其破坏面首先从坡脚开始发育,折断路径倾角一般处于 12° ~ 20° 之间^[5]。在国内,虽对倾倒变形的研究起步相对较晚,但发展较快,如任光明等通过现场地质分析及 UDEC 数值模拟手段,揭示了反倾向岩质斜坡的变形破坏过程^[6];之后,其又在现场调查以及查阅国内外相关文献的基础上,研究了陡倾顺层岩质斜坡倾倒变形破坏特征、演变过程及发育的岩性、构造条件^[7];赵小平等则结合某电站坝肩反倾边坡倾倒变形现象,应用数值模拟建立理论开挖和工程边坡开挖离散元模型,分别

收稿日期(Received date): 2015 - 07 - 27。

基金项目(Foundation item): 国家自然科学基金项目(41072229)。[Supported by National Nature Science Foundation of China (NO:41072229)。]

作者简介(Biography): 邱俊(1989 -) 男,在读硕士研究生,工程地质专业。[Qiu Jun, master degree candidate, major in engineering geology.] E-mail: 671136114@ qq. com

得出倾倒变形破坏机理发展过程和工程边坡的变形范围及加固方式^[8];周洪福等利用地质分析与数值分析相结合的方式,从边坡的地貌、地层岩性、结构面发育特征、河谷地应力等方面结合有限元法模拟岩体的卸荷回弹变形,进而综合分析了某大型倾倒体的形成机制^[9]。

上述研究表明,国内外对岩体的倾倒变形研究已较深,无论是形成机制还是发育条件已有系统认识。但是,上述研究都是基于斜坡的单面倾倒进行的,不能直观展现条形山脊的双面倾倒过程及两侧倾倒体之间的区别。本文根据某水电站坝左坝肩岩体双面倾倒特征,对其形成机制进行了综合分析,不仅进一步完善了岩体倾倒的变形形式,也对顺倾与反倾边坡岩体倾倒过程中的不同进行了对比。

1 边坡倾倒岩体基本特征

1.1 地质条件概况

该水电站地处川西青藏高原东南缘,位于川藏交界的金沙江上游河段。坝址区左岸象鼻山为一条形山脊,山脊走向近南北向,其两侧分别被金沙江及另一条河流所切割,河流于象鼻山梁“鼻端”处交汇,地质平面图见图1。岸坡小冲沟较发育,切割较浅,自然岸坡坡度为 $30^{\circ} \sim 50^{\circ}$,大部属陡坡地形。

边坡地层岩性主要为二叠系下统陡倾薄层状黑云母石英片岩,岩层正常产状 $NE0^{\circ} \sim 20^{\circ}NW \angle 75^{\circ} \sim 87^{\circ}$,倾角一般 80° 以上,走向与坡面近于平行。据勘探平硐揭露,岩体中断层较为发育(表1),尤其是层间断层(第②组)平硐中揭露较多。

1.2 倾倒体基本特征

由于山体呈三面临空状态,在多种内外动力地质因素作用下,象鼻山梁层状岩体演变为较为复杂的双面倾倒变形问题(图2):陡立顺倾一侧片岩向金沙江河谷的倾倒变形,反倾一侧片岩则向另一河谷的倾倒变形,并且大面积倾倒问题十分突出。其中,金沙江一侧岩体以坝肩上游60 m处一滑坡为界,向上游延伸超过0.6 km均发生倾倒变形,发育高程在2 490~2 700 m,向下游则为陡立顺倾岩层;而另一侧的倾倒变形几乎从象鼻山梁“鼻端”端部便开始发育,向上游延伸距离超过0.8 km,分布高程为2 485~2 750 m。

根据现有勘探平硐,象鼻山梁端部反倾边坡坡脚处倾倒深度为34 m,向上游方向由于山体逐渐增厚其倾倒深度也随之加深。当向上游增加60 m时,坡脚处倾倒深度已增至70 m,而该处相应于边坡顺倾一侧由于山体尚且单薄则无倾倒变形现象。当距山体端部约240 m时开始出现双面倾倒变形,顺倾一侧倾倒深度由60 m向上游增至80 m,而反倾一

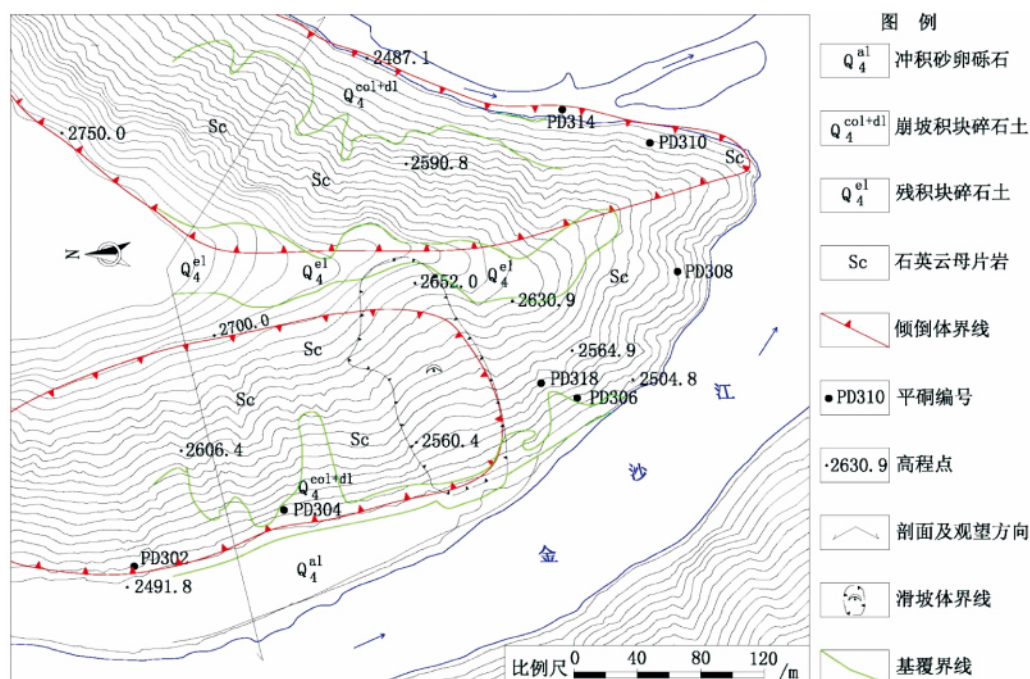


图1 双面倾倒边坡地质平面图

Fig. 1 Geological plan of double-sided toppling slope

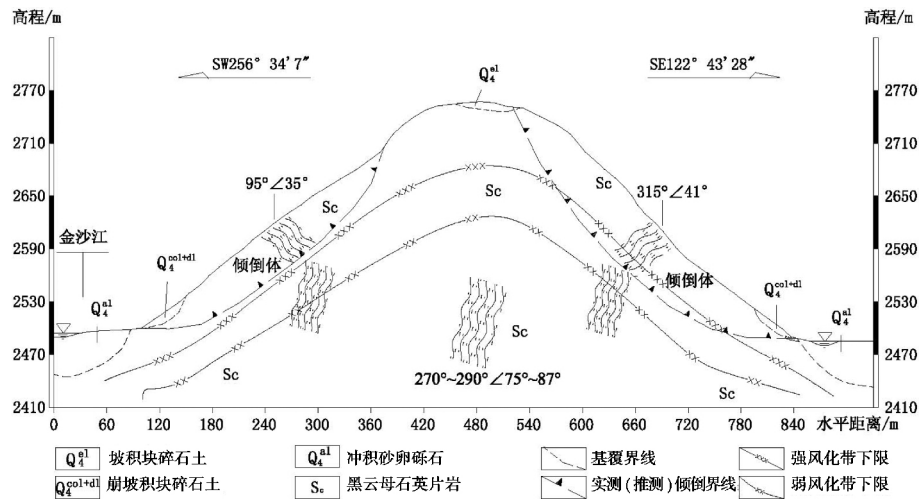


图 2 双面倾倒地边地质剖面图

Fig. 2 Geological section of double-sided toppling slope

表 1 主要断层发育特征

Tab. 1 Statistics properties of faults

组号	产状	破碎带宽度
Group number	Attitude	Width of the crush zone / cm
①	NE50 ~ 85°SE(NW) ∠68° ~ 87°	一般 800 ~ 1 000
②	NE10 ~ 40°SE(NW) ∠55° ~ 88°	一般 300 ~ 400
③	NW290 ~ 320°NE(SW) ∠58° ~ 88°	一般 100 ~ 300

侧倾倒深度因无平硐揭露无从确定,但从上述现象推测其倾倒深度是大于 80 m 的。

从变形破裂现象上来看,无论是顺倾还是反倾边坡,倾倒岩层层间均有明显的剪切错动,有时可见层间擦痕,层内则发育有垂直于错动方向的拉张破裂。在倾倒较为明显的部位,可见沿层面拉张的宏观拉裂缝,形成层间拉张破裂面。至于岩板根部的折断带部位,由于形成的折断面缓倾坡外,其上部岩体在重力作用下有沿折断面发生蠕滑的迹象,发生层间张剪性破裂。

从倾倒程度上来看,两侧倾倒岩层倾角多处于 30°~60°之间,一般极薄层、薄层状石英片岩倾倒更为严重,有较为强烈的倾倒弯曲现象,而互层状、中厚层状石英片岩有明显的约束作用,当倾倒进一步加剧时便沿最大弯矩处产生折断破裂。

2 岩体双面倾倒变形形成机制

2.1 地质分析

象鼻山梁地形条件属三面临空,边坡整体属陡坡,为岩体的倾倒变形提供了很好的临空变形条件;在河谷历史演化、形成过程中,由于构造隆升,伴随河谷的下切,边坡应力将得到释放(卸荷)并导致应力的重分布^[10-11],由此在“释放应力”及“二次应力”作用下,坡体陡倾岩体便可产生初期的倾倒变形;岩体经卸荷可产生不同深度的卸荷带及卸荷裂隙,可为倾倒变形的后续发展提供条件;象鼻山地层岩性主要以陡倾发育的薄层状黑云母石英片岩(Sc)为主,岩层走向与边坡走向近平行,正常岩层倾角普遍在 75°以上,当受到风化并浸水后,片理面上的粘结力几乎全部丧失,使这类岩体分离成为片状结构^[12],由此,陡倾薄层片状结构的岩体便成为倾倒变形的物质基础;此外,岩体内顺层断层极为发育,破坏了岩体结构,为倾倒变形的发展提供了大量剪切错动带。于是,在上述多种内外地质因素影响下,经历了漫长地质历史时期后,象鼻山梁层状岩体便产生了双面倾倒变形。根据以上双面倾倒岩体所处的地貌条件、岩性、岩体结构特征等因素综合分析认为,双面倾倒的形成主要经历了下列两个阶段(图 3~图 4)。

2.1.1 初期倾倒变形

该阶段“驱动”边坡产生初始倾倒变形的动力主要是平行于坡面的“二次应力”,“释放应力”具有一定的辅助作用。在二者的共同作用下,以水或振动等荷载诱发石英片岩向临空方向发生缓慢的初始倾倒变形(图 3)。不同的是,顺倾边坡的初始倾倒位置位于坡脚附近,而反倾边坡的倾倒不一定始于

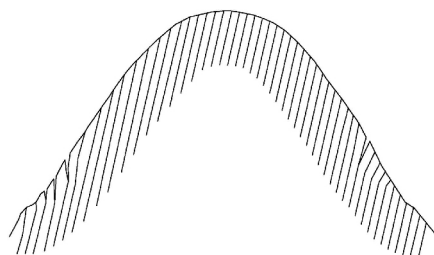


图3 岩体初期倾倒变形示意图

Fig. 3 Sketch map of initial toppling

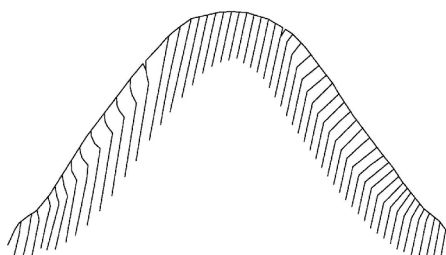


图4 岩体倾倒变形发展示意图

Fig. 4 Sketch map of toppling development

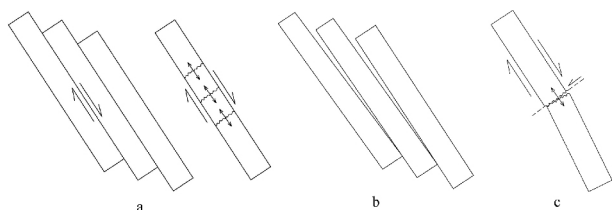


图5 倾倒变形破裂示意图

Fig. 5 Sketch map of toppling deformation and fracture

坡脚,而是始于其最有利倾倒位置,并且该最有利倾倒位置受初始坡形、所受应力及岩性组合等多种因素控制^[13-15],且通常位于坡体中下部。

2.1.2 倾倒变形发展、岩层弯曲、折断

当岩体倾倒变形进一步发展,在以重力为主的作用下,岩层层间不断发生剪切错动,层间错动带或软弱岩带的剪切作用便逐渐加剧,导致层内拉张效应也渐趋强烈,从而形成层间错动破裂及层内拉张破裂(图5 a)。随着倾倒变形再一步加剧,层间张应力不断积累,层间错动逐渐被拉张破裂所取代,形成层间拉张破裂面(图5 b)。岩性较软的薄层状片岩于最大弯矩处产生明显弯曲变形,相对较硬的则产生折断破裂。此时沿最大弯矩处附近岩层层间岩板除继续承受拉张应力外,在重力作用下的剪应力也逐渐积累,形成沿最大弯矩处的张剪应力集中带,产生切层张剪破裂(图5 c)。

但顺倾与反倾边坡的倾倒变形发展有明显的不同(图4):随坡脚附近岩层倾倒变形的加剧,顺倾边坡中后部岩层并不是直接倾倒而是在重力作用下首先沿片理面滑移,之后由于下部受阻而弯曲,当弯曲到一定程度才倾倒,属于“滑移-倾倒”性质。反观反倾边坡一侧,岩层在自重作用下倾倒程度及范围便不断加大,并以“后退渐进”式逐渐向坡后发展。当初始倾倒位置并非始于坡体下部时,说明下部岩体的倾倒临空条件受阻,此时下部岩体的倾倒为上部倾倒岩体施压导致“压致型”倾倒。

2.2 数值模拟

为了进一步验证上述分析,根据倾倒岩体周围边坡地貌对倾倒前的地形进行恢复(图2),建立数值分析计算模型。数值模拟借助离散元程序 UDEC (Universal Distinct Element Code) 在仅考虑自重场作用下按摩尔-库伦力学模型进行,从而近似模拟双面倾倒的形成过程,所取介质参数见表2、表3。因岩体的倾倒主要受控于岩层层面,模型中仅考虑片理面的作用,且取片理面产状 $280^{\circ} \angle 83^{\circ}$,间距 5 m。固定模型的左、右及下边界,并于两侧边坡不同坡高处设置相应高程的水平位移监测点,由此建立的概化模型如图6。

计算结果表明,模型最初在重力作用下以垂向位移为主,随着迭代时步的进一步增加,位移矢量逐渐向边坡两侧临空面发生偏转(图7),而坡体中部仍以垂向位移为主。当迭代时步增加到 9 000 时,可以发现边坡已发生较明显的双面倾倒变形(图8);当迭代时步达到 15 000 时,边坡两侧浅表部岩体向临空方向的位移愈趋明显(图9),双面倾倒变形已发展至边坡中后部(图10)。分析图8和图10可知,顺倾边坡相对于反倾边坡的倾倒有明显的不同,其倾倒始终是以“滑移-倾倒”式向坡体后部发展的(图8、图10左侧);而反倾岩层首先在自重作用下倾倒,之后坡体中后部岩体才具有一定的“滑移-倾倒”性质(图10右侧),分析认为这是由于岩层倾角极陡的原因引起的,并且存在一极限倾角,当岩层倾角低于这一倾角时,反倾岩层在倾倒过程中不会出现“滑移-倾倒”现象。倾倒深度方面,反倾一侧的水平倾倒深度明显大于顺倾一侧(图10),并测得其平均倾倒深度约为 120 m,顺倾一侧则约为 90 m,这与实际情况大致相同。

分析模型的变形特点可验证地质分析中倾倒体的变形破裂特征。图10中局部放大图展示了模型块体在倾倒后的变形现象,图中可见岩层不仅沿层

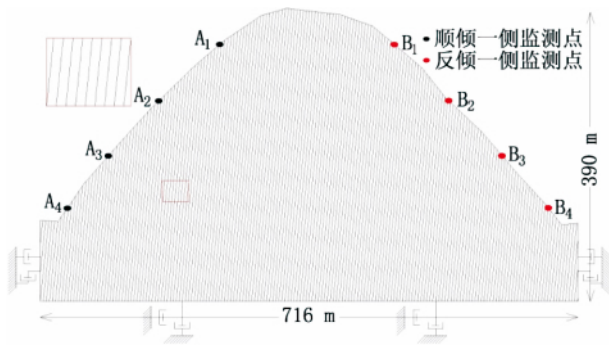


图 6 数值模拟概化模型
Fig. 6 The concept model of slope

表 2 岩体物理力学参数

Tab. 2 Parameters of rock mass

	天然密度	粘聚力	内摩擦角	体积模量	剪切模量
类型	Natural density	Cohesion	Friction	Bulk modulus	Shear
	$/(\text{kg}/\text{m}^3)$	$/(\text{MPa})$	Angle $/^\circ$	$/\text{GPa}$	Modulus $/\text{GPa}$
岩体	2 600	0.71	44	2.47	1.64

表 3 层面力学参数

Tab. 3 Parameters of joint

	内摩擦	粘聚力	法向刚度	剪切刚度	抗拉强度
类型	Internal friction	Cohesion	Normal	Shear	Tensile
	angle $/^\circ$	$/\text{MPa}$	Stiffness $/(\text{GPa}/\text{m})$	Stiffness $/(\text{GPa}/\text{m})$	Strength $/\text{MPa}$
层面	24	0.02	0.8	0.6	—

面滑动产生了“台阶”状地形,还因层间的拉张形成“拉裂缝”。而岩层承受最大弯矩的根部倾则成为了倾倒体“折断带”。这些变形特点都是与地质分析相吻合的。

图 11 是当迭代至 3 000 时步时边坡两侧不同坡高处的水平位移监测曲线。当岩体发生较明显倾倒变形时,图中曲线表现为已发生明显水平位移,且

不同曲线发生较大位移所需迭代时步的不同可表征其倾倒的先后顺序,曲线斜率的大小则可代表其倾倒变形速率。基于以上原理,从图 11 a 中可知,顺倾边坡倾倒先后顺序为 $A_4 \rightarrow A_3 \rightarrow A_2 \rightarrow A_1$,相应初始倾倒所需迭代时步分别约为 500、700、1 300、1 800,表明顺倾边坡的倾倒变形始于坡脚附近,并逐渐向高高程发展;反观反倾边坡一侧(图 11b),其倾倒先后顺序为 $B_3 \rightarrow B_4 \rightarrow B_2 \rightarrow B_1$,相应初始倾倒所需迭代时步分别约为 500、600、900、1 000,表明反倾边坡倾倒的初始位置始于距坡脚约 1/3 坡高处,这从图 7(右侧)的位移矢量图也可发现,之后倾倒变形先发展至坡脚再逐渐向高高程发展,分析认为之所以先发展至坡脚是由于倾倒岩体对下部岩层施压所致,即下部岩层为“压致倾倒”;另外,由上述边坡两侧相同高程监测点的初始倾倒所需迭代时步可知,反倾边坡向坡体后部的倾倒扩展速率大于顺倾边坡;从曲线斜率来看,曲线 A_2 、 A_3 、 B_2 、 B_3 发生较大位移后的整体斜率明显大于 A_1 、 A_4 、 B_1 、 B_4 ,这表明在岩体倾倒初期无论顺倾还是反倾边坡,当岩体发生初始倾倒之后,坡体中部附近岩层的倾倒变形速率明显大于坡脚及坡缘处。

综上,顺倾边坡的倾倒始于坡脚,之后以“滑移-倾倒”式向坡体后部发展,其扩展速率及倾倒深度明显低于反倾边坡;而反倾一侧的初始倾倒则稍高于坡脚,约在距坡脚 1/3 坡高处,该位置下部岩层由于临空条件限制表现出“压致倾倒”特征,其上部岩层在倾倒过程中可具有一定的“滑移-倾倒”性质;无论顺倾还是反倾边坡,坡体中部附近岩层的倾倒变形速率明显大于坡脚及坡缘处,倾倒变形速率有从坡体中部向两端递减的趋势。从整体上来看,数值模拟结果与地质分析及现场情况基本吻合,再现了岩体双面倾倒变形过程。

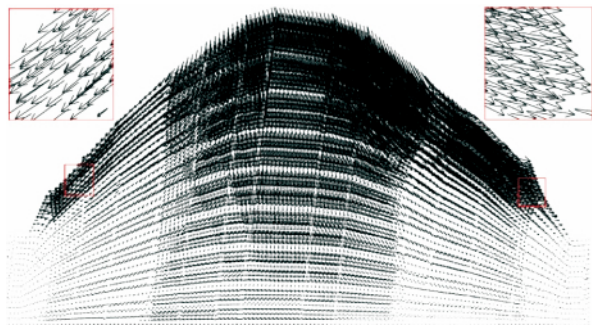


图 7 迭代 3 000 时步位移矢量图
Fig. 7 Displacement vector after 3 000 times of iteration

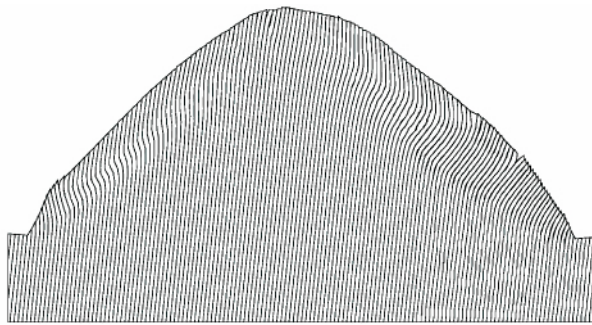


图 8 迭代 9 000 时步时块体的变形特征
Fig. 8 Deformation after 9 000 times of iteration

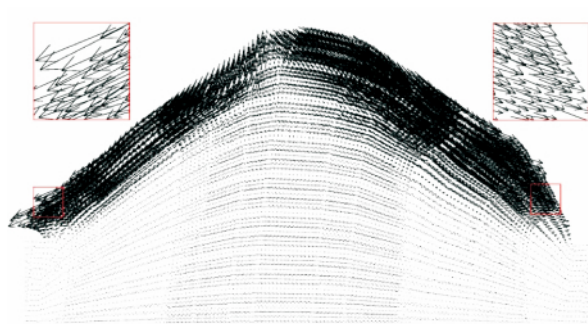


图9 迭代 15 000 时步位移矢量图

Fig. 8 Displacement vector after 150 000 times of iteration

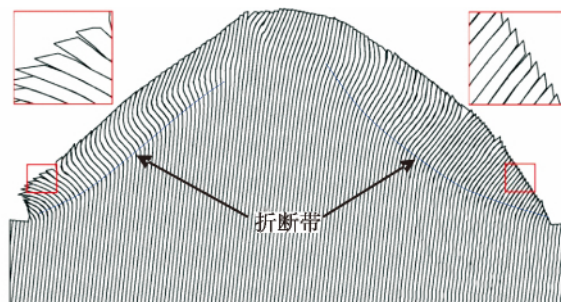


图10 迭代 15 000 时步块体的变形特征

Fig. 10 Deformation after 150 000 times of iteration

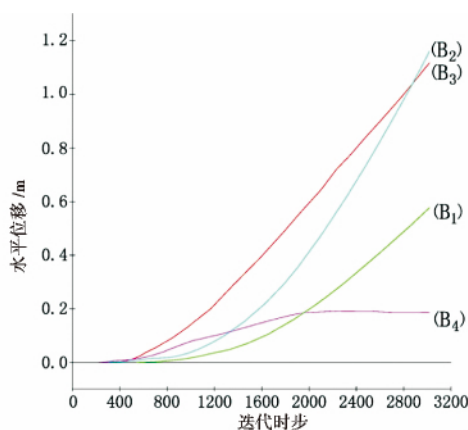
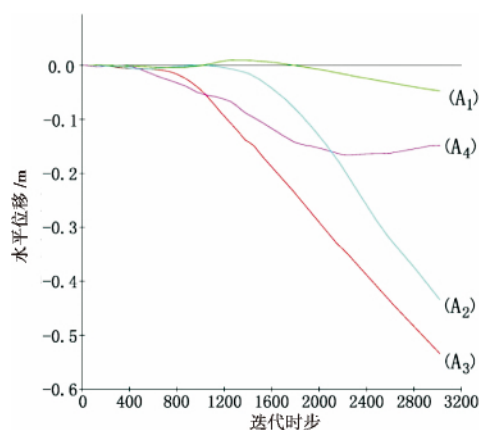


图11 不同坡高处水平位移监测曲线

Fig. 11 Horizontal displacement monitoring curves different slope height

3 结论与认识

通过上述研究得到以下认识:

1) 岩体的双面倾倒与其所处的地貌条件、岩性、岩体结构特征等多种因素相关,其中片理面起至关重要的作用。以该水电站坝肩左岸岩体所处地质环境条件及倾倒岩体的变形特征为基础,揭示了双面倾倒岩体主要是在“二次应力场”作用下岩体沿片理面产生错动、滑移、拉裂进而岩体产生弯曲或折断而形成的。

2) 顺倾边坡的倾倒变形始于坡脚,并以“滑移-倾倒”式逐渐发展,其倾倒扩展速率及倾倒深度明显小于反倾边坡;而反倾边坡初始倾倒位置不一定在坡脚而是始于其最有利倾倒位置,该位置受初始坡形、所受应力及岩性组合等因素控制,通常位于坡体中下部,并用数值模拟揭示了该水电站边坡初始倾倒位置在距坡脚约 $1/3$ 坡高处,此后,当岩层倾角足够陡时,在该初始倾倒位置的上部岩层可表现

出一定的“滑移-倾倒”性质,否则在重力作用下便直接倾倒,而该位置下部岩层则总是表现出“压致型”倾倒特征;无论顺倾还是反倾边坡,倾倒变形速率有从坡体中部附近向两端递减的趋势。

本文所得结论为特定倾倒边坡的研究结论,其实用性及广泛性有待在多次倾倒边坡实例研究中进一步深入和完善。

参考文献(References)

- [1] Goodman R E, Bray J W. Toppling of rock slopes [G]//Rock Engineering: American Society of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Division, Conference, Boulder, Colorado, 1976 2: 201-234
- [2] Cruden D M, Hu X Q. Topples on underdip slopes in the Highwood Pass, Alberta, Canada [J]. Quarterly Journal of Engineering Geology, 1994 27: 57-58
- [3] Naresh Kazi Tamrakar, Shuichiro Yokota, Osamu Osaka. A toppled structure with sliding in the Siwalik Hills, midwestern Nepal [J]. Engineering Geology, 2002 64(4): 339-350
- [4] Hsu S C, Nelson P P. Analyses of slopes in jointed weak rock masses using distinct element method [G]//Proceedings of Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna, Austria, 1995: 589-594
- [5] D P Adhikary, A V Dyskin, R J Jewell et al. A study of the mecha-

- nism of flexural toppling failure of rock slopes [J]. Rock Mech. Rock Engng. Austria 1997 30(2): 75-93
- [6] 任光明, 聂德新, 刘高. 反倾向岩质斜坡变形破坏特征研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2003 22(增2): 2707-2710 [Ren Guangming, Nie Dexin, Liu Gao. Studies on deformation and failure properties of anti-dip rock mass slope [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 2003 22(Suppl. 2): 2707-2710]
- [7] 任光明, 夏敏, 李果, 等. 陡倾顺层岩质斜坡倾倒变形破坏特征研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009 28(增1): 3193-3200 [Ren Guangming, Xia Min, Li Guo et al. Study on toppling deformation and failure characteristics of steep bedding rock slope [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 2009 28(Suppl. 1): 3193-3200]
- [8] 赵小平, 李渝生, 陈孝兵, 等. 澜沧江某水电站右坝肩工程边坡倾倒变形问题的数值模拟研究 [J]. 工程地质学报, 2008, 16(3): 298-303 [Zhao Xiaoping, Li Yusheng, Chen Xiaobing et al. Numerical simulation for the problem of project slope toppling deformation on the right of a hydropower station dam abutment in Lan-Cang river [J]. Journal of Engineering Geology 2008, 16(3): 298, 303]
- [9] 周洪福, 聂德新, 李树武. 澜沧江某水电工程大型倾倒变形体边坡成因机制 [J]. 水利水电科技进展, 2012, 32(3): 48-52 [Zhou Hongfu, Nie Dexin, Li Shuwu. Integrated analysis of formation mechanism for large-scale toppling rock mass of a hydropower station on Lancangjiang River [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources 2012 32(3): 48-52]
- [10] 黄润秋. 岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制 [J]. 岩石力学与工程学报, 2008 27(8): 1525-1544 [Huang Runqiu. Geodynamical process and stability control of high rock slope development [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008 27(8): 1525-1544]
- [11] 肖树芳, 杨淑碧. 岩体力学 [M]. 北京: 地质出版社, 1987. [Xiao Shufang, Yang Shubi. Rock mass mechanics [M]. Beijing: Geological Publishing House, 1987.]
- [12] 伍法权. 云母石英片岩斜坡弯曲倾倒变形的理论分析 [J]. 工程地质学报, 1997 5(4): 306-311 [Wu Faquan. Theoretical analysis of bending and toppling deformation in slopes of mica-quartz schist [J]. Journal of Engineering Geology, 1997 5(4): 306-311]
- [13] 韩贝传, 王思敬. 边坡倾倒变形的形成机制与影响因素分析 [J]. 工程地质学报, 1999, 7(3): 213-217 [Han Beichuan, Wang Sijing. Mechanism for toppling deformation of slope and analysis of influencing factors on it [J]. Journal of Engineering Geology, 1999 7(3): 213-217]
- [14] 程东幸, 刘大安, 丁恩宝, 等. 层状反倾岩质边坡影响因素及反倾条件分析 [J]. 岩土工程学报, 2005 27(11): 1362-1366 [Cheng Dongxing, Liu Daan, Ding Enbao et al. Analysis of influential factors and toppling conditions of toppling rock slope [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering 2005 27(11): 1362-1366]
- [15] 王立伟, 谢谟文, 尹彦礼, 等. 反倾层状岩质边坡倾倒变形影响因素分析 [J]. 人民黄河, 2014 36(4): 132-134 [Wang Liwei, Xie Mowen, Yin Yanli et al. Analysis on dumping deform influent factors of reverse dumping rock slope [J]. Yellow River 2014 36(4): 132-134]

Double-sided Toppling Formation Mechanism of Rock Mass on the Left Abutment of a Hydropower Station Dam in Jinsha River

QIU Jun¹, REN Guangming¹, WU Longke¹, CHEN Chao¹, WEI Zhenxin², LU Bo²

(1 State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu Sichuan 610059, China;
2. Power China Xibei Engineering Corporation Ltd., Xi'an 710065, China)

Abstract: Toppling deformation is a major failure form of stratified slope. In previous studies, single-sided toppling has been deeply studied but there is no research on double-sided toppling. Based on fully study on toppling deformation characteristics of rock mass on the left abutment of a hydropower station dam in Jinsha River in west China, geology analysis and numerical simulation have been carried on formation mechanism of double-sided toppling, disclosing that it's mainly caused by the secondary state of stress when it leads rock to be bended or broken off by means of dislocating, slipping and fracturing. And the initial toppling position of dip slope is always at the toe and then develop the way of "slip-toppling"; But the initial toppling position of anti-dip slope is controlled by initial slope form, stress, lithology, etc, and its toppling development rate and depth is greater. Then numerical simulation conducted to announce that the initial toppling position of the hydropower station slope begins at a third height of the slope from the toe. After that, the upper terrane can appear some characteristics of "slip-toppling", but the lower terrane always appear the characteristics of "pressure to toppling". However, both the dip and the anti-dip slope have the trend that the toppling deformation rate is diminishing from the middle to the both ends.

Key words: stratified slope; double-sided toppling; deformation and failure; formation mechanism